

N^o D'ORDRE : 12

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE SCIENTIFIQUE D'INGÉNIEUR-DOCTEUR

PAR

S. D. GOGOL

Ingénieur du Génie Civil
Associé aux recherches scientifiques
au Laboratoire de l'École nationale des Ponts et Chaussées

1^{re} THÈSE. — Recherches expérimentales sur les bétons et les bétons armés.

2^e THÈSE. — Propositions données par la Faculté.

Soutenues le

, devant la Commission d'examen

Président : M. PASCAL

Examineurs : { M. GUILLET
M. HOLVECK

PARIS

IMPRIMERIE DE LA FACULTÉ DE MÉDECINE

JOUVE & C^{ie}, ÉDITEURS

15, RUE RACINE, 15

1933

THÈSES

PRÉSENTÉES

A LA FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

POUR OBTENIR

LE TITRE SCIENTIFIQUE D'INGÉNIEUR-DOCTEUR

PAR

S. D. GOGOL

Ingénieur du Génie Civil
Associé aux recherches scientifiques
au Laboratoire de l'École nationale des Ponts et Chaussées

1^{re} THÈSE. — Recherches expérimentales sur les bétons et les bétons armés.

2^e THÈSE. — Propositions données par la Faculté.

Soutenues le _____, devant la Commission d'examen

Président : M. PASCAL

Examineurs : { M. GUILLET
 { M. HOLVECK

PARIS

IMPRIMERIE DE LA FACULTÉ DE MÉDECINE

JOUVE & C^{ie}, ÉDITEURS

15, RUE RACINE, 15

1933

FACULTÉ DES SCIENCES DE L'UNIVERSITÉ DE PARIS

MM.

Doyen C. MAURAIN, *Professeur*, Physique du globe.

Doyen honoraire... M. MOLLIARD.

Professeurs honoraires

H. LE CHATELIER.
H. LEBESGUE.
A. FERNBACH.
A. LEDUC.
EMILE PICARD.
Remy PERRIER.
Léon BRILLOUIN.
A. DEREIMS.

Professeurs ...

E. GOURSAT.....	Analyse supérieure et algèbre supérieure.
P. JANET.....	Electrotechnique générale.
F. WALLERANT.....	Minéralogie.
P. PAINLEVÉ.....	Mécanique analytique et mécanique céleste.
Gabriel BERTRAND.....	Chimie biologique.
M ^{me} P. CURIE.....	Physique générale et radioactivité.
M. CAULLERY.....	Zoologie (Evolution des êtres organisés).
G. URBAIN.....	Chimie générale.
Emile BOREL.....	Calcul des probabilités et Physique mathém.
L. MARCHIS.....	Aviation.
Jean PERLIN.....	Chimie physique.
H. ABRAHAM.....	Physique.
E. CARTAN.....	Géométrie supérieure.
M. MOLLIARD.....	Physiologie végétale.
L. LAPICQUE.....	Physiologie générale.
E. VESSIOT.....	Théorie des fonctions et théorie des transformat.
A. COTTON.....	Physique.
J. DRACH.....	Application de l'analyse à la géométrie.
Charles FABRY.....	Physique.
Charles PEREZ.....	Zoologie.
Léon BERTRAND.....	Géologie structurale et géologie appliquée.
P.-A. DANGEARD.....	Botanique.
R. LESPIEAU.....	Théories chimiques.
Paul MONTEL.....	Mécanique rationnelle.
P. WINTREBERT.....	Anatomie et histologie comparées.
E. RABAUD.....	Biologie expérimentale.
O. DUBOSCQ.....	Biologie maritime.
P. PORTIER.....	Physiologie comparée.
E. BLAISE.....	Chimie organique.
G. JULIA.....	Calcul différentiel et calcul intégral.
L. LUTAUD.....	Géographie physique et géologie dynamique.
Eugene BLOCH.....	Physique théorique et physique céleste.
Henri VILLAT.....	Mécanique des fluides et applications.
Ch. JACOB.....	Géologie.
P. PASCAL.....	Chimie minérale.
V. AUGER.....	Chimie appliquée.
H. BÉNARD.....	Mécanique expérimentale des fluides.
E. ESCLANGON.....	Astronomie.
L. BLARINGHEM.....	Botanique.
C. MAUGUIN.....	Minéralogie.
A. DENJOY.....	Mathématiques générales.
A. DUFOUR.....	Physique (P. C. N.).
A. GUILLIERMOND.....	Botanique (P. C. N.).
H. BÉGHIN.....	Mécanique physique et expérimentale.
De BROGLIE.....	Théories physiques.
G. RIBAUD.....	Hautes températures.

E. PÉCHARD.....	Chimie (Enst P. C. N.).	PAUTHENIER.....	Physique (P. C. N.).
A. GUILLET.....	Physique.	M ^{me} RAMART-LUCAS.	Chimie organique.
M. GUICHARD.....	Chimie minérale.	CHRÉTIEN.....	Optique appliquée.
A. MICHEL-LÉVY.....	Pétrographie.	FREUNDLER.....	Chimie (P. C. N.).
G. BRUHAT.....	Physique.	P. JOB.....	Chimie générale.
E. DARMOIS.....	Physique.	LABROUSTE.....	Physique du Globe.
A. DEBIERNE.....	Radioactivité.	PRENANT.....	Zoologie.
L. DUNOYER.....	Optique appliquée.	VILLEY.....	Mécan. physique et expérimentale.
M. JAVILLIER.....	Chimie biologique.	BOHN.....	Zoologie (P. C. N.).
L. JOLEAUD.....	Paléontologie.	COMBES.....	Sciences nat. (P. C. N.).
H. MOUTON.....	Chimie physique.	GARNIER.....	Mécanique rationnelle.
F. PICARD.....	Zoologie (Evol. des êtres organisés).	PÉRES.....	Mécanique des fluides.
ROBERT-LÉVY.....	Zoologie.	HACKSPILL.....	Chimie (P. C. N.).
M. FRÉCHET.....	Calcul des Probabil. et Physiques mathémat.	LAUGIER.....	Physiologie générale.
FÖCH.....	Méc. expér. des fluides.	TOUSSAINT.....	Techn. Aéronautique.
		M. CURIE.....	Physique (P. C. N.).

Secrétaire..... A. PACAUD.

Secrétaire honoraire... D. TOMBECK.



Je tiens tout d'abord à adresser l'expression de ma plus vive reconnaissance à M. Pascal, professeur à la Faculté des Sciences, qui a bien voulu accepter de juger ce travail et d'en présider la soutenance.

Je suis heureux d'exprimer mes sincères remerciements à M. le professeur Guillet ainsi qu'à M. le professeur Holveck qui ont consenti à faire partie du jury.

A M. Mary, chef de Service des recherches scientifiques à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et à la Direction qui m'autorisa à poursuivre des expériences au Laboratoire d'Ecole, j'adresse également un témoignage de gratitude ainsi qu'à Mlle Leconte, assistante au Laboratoire des Ponts et Chaussées.

A. H. ABRAYAY

RECHERCHES EXPÉRIMENTALES SUR LES BÉTONS ET LES BÉTONS ARMÉS

GÉNÉRALITÉS

Une construction pose les problèmes principaux suivants :

I

Etant donné un certain nombre de forces agissant sur l'édifice, déterminer les autres forces inconnues et les efforts transmis dans cette construction.

II

Déterminer les principales tensions qui agissent en un point quelconque de la construction.

III

Calculer les déformations de l'ouvrage et de chacune de ses parties sous l'action de son poids propre et des efforts extérieurs.

En général, on désigne par compression le quotient d'une force par une surface, quand la force tend à rapprocher les éléments solides qui se trouvent de

part et d'autre de la section correspondante : si l'on change les sens de chacune des forces, la section supportera une extension.

Les pressions et tensions peuvent être produites par des forces qui ne sont pas normales à la section. Dans ce cas, on peut décomposer ces forces en force normale et force tangentielle, ce qui conduit à considérer des tensions normales et des tensions tangentielles.

On s'efforce de constituer la plupart des constructions au moyen de poutres disposées de façon à résister efficacement à des efforts qui sont situés dans leurs plans.

C'est ainsi qu'on réalise fréquemment : a) les poutres *longitudinales* destinées à supporter les efforts verticaux dus aux charges. Ces poutres verticales sont réunies à la partie supérieure et à la partie inférieure, b) par des poutres *horizontales* destinées à transmettre en poussée aux plans verticaux contenant les points d'appui.

On peut dire que les conditions de stabilité sont ramenées à des problèmes d'équilibre :

1° Entre les forces verticales, c'est-à-dire celles qui agissent sur les poutres verticales ;

2° Entre les forces horizontales, c'est-à-dire celles qui sont appliquées aux poutres horizontales.

3° Entre les forces situées dans un plan perpendiculaire aux deux précédents.

Les forces sont situées elles-mêmes suivant ces trois directions perpendiculaires entre elles, chaque

poutre prenant ce que le constructeur lui a destiné, parce que la poutre fléchit sans opposer de résistance sensible à toute force qui n'est pas dans son plan.

Tensions et déformations

La plupart des traités de résistance des matériaux établissent le calcul des tensions intérieures et des déformations par différentes méthodes, comme, par exemple, l'hypothèse de la conservation des sections planes.

Cette méthode a un gros inconvénient, c'est que le point de départ est faux, puisque, dès qu'il y a des efforts tranchants, les sections ne peuvent rester planes.

Il paraît donc préférable de partir de l'hypothèse exacte hors du voisinage de la section chargée, à savoir que les tensions longitudinales suivent une loi linéaire.

En général, les déformations sont proportionnelles aux forces (loi de Hooke).

On a observé des exceptions à la loi de Hooke dans le cas d'une pièce massive supportant des efforts de flexion.

Pour nos études des tensions et déformations, nous admettons que la limite élastique n'est nulle part dépassée.

Pour qu'un solide soit en équilibre, il faut et il suffit que chaque élément de volume soit en équilibre sous le système des forces qui lui correspond.

De plus, il faut que chaque section déformée n'empêche nulle part la continuité du solide (fentes, vides intérieurs).

Continuité

Chaque élément subissant la même tension reçoit le même allongement et subit transversalement des modifications de dimensions proportionnellement aux allongements.

En général, les forces sont réparties uniformément sur les sections extrêmes.

Réciproquement, un système d'efforts normaux R , uniformément répartis sur les bases et dirigés vers l'extérieur, donnera des tensions $P = \frac{R}{S}$ uniformément réparties (S est la section).

L'expérience montre que si l'on applique ainsi deux forces égales et opposées sur les centres de gravité de deux bases d'un prisme, à partir d'une distance de ces bases, inférieures à la plus grande dimension transversale de la pièce, ces forces se répartissent dans son intérieur de façon que dans toute la région des extrémités, la tension soit uniforme, normale aux sections droites et égale à $\frac{R}{S}$.

Cette corrélation ne vaut pas pour les sections voisines des points d'application des forces extérieures dans lesquelles les tensions dépendent du mode de répartitions des efforts extérieurs.

Caractéristiques physiques d'une construction en béton armé

La résistance mécanique d'une construction est assurée actuellement dans les meilleures conditions par l'acier, pour tout ce qui concerne les efforts de traction, et par le béton pour tout ce qui concerne les efforts de compression. Le béton armé est la combinaison de ces deux matériaux. Cette combinaison a été économiquement possible, grâce à la propriété que possède le béton de réaliser, par simple moulage, l'assemblage de l'acier et les transmissions des efforts par cisaillement.

Nous avons fait plusieurs recherches, au laboratoire de l'Ecole des Ponts et Chaussées, pour trouver les conditions d'équilibre d'un solide formé de plusieurs corps liés entre eux par adhérence, par exemple : le fer et le béton, et, pour la réalisation de ces recherches, nous avons supposé que chacun de ces corps est en équilibre sous l'action des forces qui lui sont directement appliquées et des réactions des autres corps sur lui.

Nous avons entrepris de vérifier expérimentalement la valeur de ces conceptions théoriques et nous avons constaté qu'elles présentent, avec la réalité, des divergences plus ou moins grandes suivant les cas.

HISTORIQUE DU BÉTON

Les Anciens construisaient leurs édifices sans mortier, par juxtaposition et superposition de pierres convenablement taillées.

C'est le cas, par exemple, du Parthénon, en Grèce, et du pont du Gard, près de Nîmes, construit par les Romains il y a au moins vingt siècles.

Les Romains savaient aussi se servir de la chaux et réunir les pierres avec le mortier.

Ils faisaient même du béton, par un procédé différent du nôtre.

Nous constatons que certains des ouvrages qu'ils nous ont laissés présentent une résistance remarquable.

Les Romains employaient la chaux grasse, liant très médiocre, mais ils la mélangeaient avec un sable d'origine volcanique provenant des environs de Rome.

Le sable entrant en combinaison chimique avec la chaux, permettait la formation d'un produit d'une dureté assez grande et qui a augmenté par suite de la longue durée écoulée depuis la construction. Le mortier de chaux et de sable était connu chez les Perses et les Carthaginois. Il s'est introduit en Europe avec les Romains ; mais la plupart de leurs traités de l'art

de bâtir ne donnent sur les pierres à chaux que des notions inexactes, et quelquefois entièrement fausses.

Le grand créateur de l'industrie de la chaux et des ciments fut le célèbre ingénieur des Ponts et Chaussées, L.-J. Vicat (1786-1861).

En 1756, l'ingénieur anglais Smeaton avait déjà remarqué que les bonnes chaux hydrauliques provenaient de calcaires contenant de l'argile et du sable, et avait attribué leur propriété de durcir sous l'eau à la première de ces matières, sans d'ailleurs aller plus loin dans les réalisations pratiques.

En 1796, Parker prit, en Angleterre, un brevet pour ce qu'il appela le *ciment romain*.

C'est en 1812 que Vicat commença une série de recherches sur les liants hydrauliques. Il trouva que la propriété présentée par certaines chaux de durcir sous l'eau dépend seulement de la présence de l'argile dans les pierres calcaires ayant servi à les fabriquer.

Vicat conclut qu'il suffit, pour obtenir des chaux hydrauliques, de calciner des mélanges convenables d'argile et de carbonate de chaux.

J. Aspdin, en 1824, prenait un brevet pour la fabrication de composés obtenus par la calcination de mélanges de terres argileuses avec la chaux en poudre ou des calcaires. Il donnait à son produit le nom de ciment de Portland, à cause de l'analogie de coloration avec la pierre de Portland.

Ce n'est guère que vers 1830 qu'on commença à fa-

briquer industriellement du ciment en France, dans la région de l'Yonne.

En 1842, le colonel Breton découvrit, près de Grenoble, un gisement de calcaire à ciment remarquable par son homogénéité.

En 1845, Dupont installa à Boulogne-sur-Mer une fabrique de ciment naturel.

A partir des environs de l'année 1885, s'est développée une industrie du ciment de laitier, et, pendant la guerre mondiale, on a commencé à employer un produit inventé par J. Bied à l'usine des ciments de Lafarge, caractérisé par une très forte teneur en alumine (30 % à 40 %) ; une cuisson poussée jusqu'à la fusion, un dégagement de chaleur assez important pendant la prise, pourtant lente, et de très fortes résistances mécaniques dès les premiers jours du durcissement sont ses principales caractéristiques.

Le ciment fondu prend en deux ou trois heures, puis durcit très rapidement. En trois jours, il atteint, la résistance des bons portland d'un mois et demi. Il paraît inattaquable à l'eau de mer et aux eaux sulfatées.

L'étude des propriétés des liants hydrauliques a été faite par M. H. Le Châtelier, dont la théorie sur la constitution et le durcissement des ciments artificiels est devenue classique.

LE CIMENT ARMÉ

Les origines du ciment armé sont assez mal connues. Le premier ouvrage en béton armé fut construit par Lambot et remonte à l'Exposition Universelle de Paris, en 1855.

En 1861, François Coignet énonça les premiers principes du béton armé et il construisit un plancher qui existe encore à Saint-Denis.

Mais c'est en 1868 qu'un jardinier, Joseph Monier, construisit une caisse en fer et ciment pour l'horticulture ; il ne se doutait pas qu'il introduisait une méthode nouvelle de construction et il ignore tout le parti que l'on pouvait tirer de son idée.

L'invention française fut exploitée en Allemagne et en Autriche.

En France, nous notons que, vers 1880, le laboratoire de l'Ecole des Ponts et Chaussées possède des bacs en ciment armé pour la conservation des éprouvettes qui datent de cette époque.

A l'Exposition Universelle de Paris, en 1889, M. Bordenave exposa des tuyaux de conduite en « sidérociment » et M. Cottanein des « poutres-contreforts ».

La maison Wayss, en Allemagne, commença des travaux importants de béton à Berlin.

Les Anglais et les Américains ne sont pas restés en arrière dans cette voie : les ingénieurs Hyatt, Jackson, Rausome ont été les premiers à appliquer le béton armé dans la construction des pieux, des poutres et des planchers.

Vers 1892, M. Hennebique a établi des ponts, des murs de soutènement, des réservoirs, des revêtements de talus, etc.

C'est lui qui introduisit dans la construction des poutres, les armatures transversales réunissant les armatures longitudinales.

Le développement de l'étude théorique du béton armé en Allemagne est dû à la maison Vayss, Neuman et Spitzer.

En France, nous constatons que, vers 1876, M. de Mazas fit les premiers travaux techniques et nous notons les autres études remarquables faites par MM. de Tedesco, Lefort et surtout Considère Mesnager, Suquet, Pigeaud, Caquot, Coyne, etc.

C'est Considère, le premier, qui publia les premières recherches sur le béton armé, relatif aux efforts de traction.

En 1900, le Ministre des Travaux Publics constitua une commission destinée à étudier le béton armé. Après un grand nombre d'expériences, elle rédigea la circulaire que le Ministre signa en 1906. Cette étude n'a pas encore donné tout ce qu'on pouvait espérer d'elle. On discute encore aujourd'hui le principe du nouveau système de construction et on cherche à sa-

voir comment se comporte le métal noyé dans le béton.

L'évolution de l'art de bâtir a déterminé dans ces dernières années le prodigieux développement des constructions en béton armé. L'industrie de l'acier est, en effet, fort ancienne, elle ne progresse plus que lentement en raison même de sa perfection. L'industrie de la fabrication du béton armé est au contraire à ses débuts ; la résistance et les facilités d'emploi de ce matériau sont encore susceptibles de très grandes améliorations.

On construit actuellement des ouvrages en béton armé, car ce matériau se prête à tout ; ainsi, en Amérique, a-t-on construit un pont-voûte de 121 m. 90 d'ouverture (1). C'est en France que se trouvent les plus grandes poutres qui détiennent les records de portée ; les plus importantes sont celles du pont d'Ivry et du pont Lafayette. On peut citer encore les consoles qui, aux abords de la gare Saint-Lazare, soutiennent, avec un porte-à-faux de 7 mètres au-dessus des voies, la rue de Rome et les charges considérables qui peuvent circuler sur cette voie. On en a fait aussi des bateaux et pendant la guerre on a développé un système de construction pour les coques des navires marins. Il existe déjà des bateaux en béton armé qui sont capables de supporter 5.000 tonnes de marchandises.

1. *Génie civil*, 1^{er} septembre, p. 161, 1920 et p. 430.

LE BÉTON

Le béton est formé d'un mélange de ciment, de sable, de gravier et d'eau.

Le ciment ou la chaux contiennent comme éléments principaux :

- a) De la chaux ;
- b) Du silicate d'alumine, qui provient de l'argile cuite avec du carbonate de chaux.

On utilise, en général, pour le béton le ciment Portland, du ciment de laitier qu'on emploie pour les fondations.

Nous avons employé pour nos essais au laboratoire de l'Ecole des Ponts et Chaussées, le ciment fondu qui fait prise beaucoup plus rapidement que le Portland ; il prend en trois heures et durcit très rapidement sans perdre de sa résistance.

Sable et gravier.

Le sable et le gravier doivent être propres et on exige qu'ils ne tachent pas les doigts. On a constaté que si le sable contient une petite quantité d'argile, celle-ci augmente parfois la résistance des mortiers au lieu de la diminuer, mais pas toujours.

(Cette quantité ne doit pas dépasser 6 % du poids du sable).

Le poids d'un mètre cube de sable non tassé varie de 1.100 à 1.500 kilos et le poids d'un mètre cube de gravillon de 1.400 à 1.600 kilos.

DOSAGE

Pour les constructions, on constitue en France, dans les travaux de béton armé, un mélange de 300 kilos de ciment, 400 litres de sable et 800 litres de gravillons. Il faut faire des bétons aussi secs que possible, car les pâtes trop mouillées ne peuvent pas être pilonnées et adhèrent mal aux aciers.

La quantité d'eau de gâchage influe beaucoup sur la résistance à la compression et à l'extension des bétons.

Nous avons constaté dans nos expériences que le pourcentage d'eau correspondant au maximum de résistance à la compression est nettement défini.

Par exemple : pour les quantités d'eau allant en augmentant de a % à b % la résistance à la compression augmente. Une fois le maximum atteint, la résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage d'eau.

Les résistances observées donnent une courbe représentée par la figure 1.

La composition chimique de l'eau avant filtration a été déterminée sur un prélèvement dont l'analyse est donnée ci-après :

Degré hydrotimétrique . . .	20,5		
Résidu d'évaporation	0,316	grammes	par litre
Silice	0,006	—	—
Chaux	0,112	—	—
Magnésie	0,012	—	—
Anhydride sulfurique	0,010	—	—
Chlore	0,010	—	—

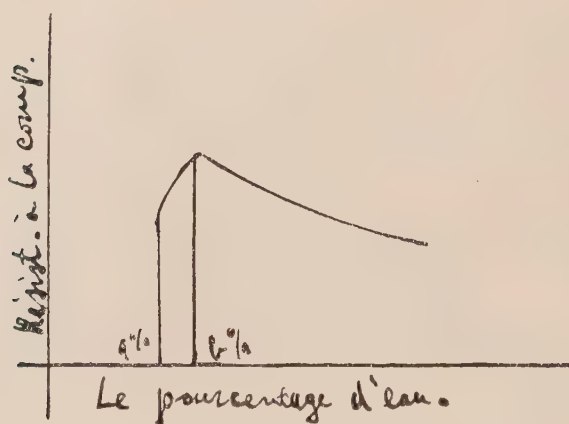


FIG. 1.

Après filtration, cette eau se trouvait plus chargée en chaux.

	Après 5 heures de filtration	Après 60 heures de filtration	
Résidu d'évaporation	0,826	0,572	gr. par litre
Silice	0,005	0,006	—
Chaux	0,464	0,314	—
Magnésie	trace	trace	—
Anhydride sulfurique	néant	néant	—
Chlore	0,010	0,010	—

On peut donc conclure que :

1° La filtration d'une eau calcaire produit un étanchement énergétique du béton ;

2° L'eau s'enrichit en chaux au cours de la filtration ;

3° L'étanchéité et la résistance à la compression varient dans le même sens.

Les premiers résultats

Les bétons essayés à la compression ont été composés de pierres de granit cassées, de sable de Seine et de ciment artificiel d'origine invariable.

La granulométrie des matériaux secs, ciment compris, a répondu à la formule de Bolomey :

$$P = 12 + 88 \frac{\sqrt{d}}{D}$$

où D est le diamètre maximum du gravier et P le pourcentage en poids, rapporté au poids total des matériaux secs, des éléments d'un diamètre inférieur ou égal à d .

Cette composition a été réalisée avec des tamis à mailles rondes de $0^{\text{ m/m}}5$, $2^{\text{ m/m}}$, $5^{\text{ m/m}}$, $7^{\text{ m/m}}$, $5^{\text{ m/m}}$, $30^{\text{ m/m}}$, $50^{\text{ m/m}} = D$.

PREMIÈRE SÉRIE D'EXPÉRIENCES.

Conservation du béton à l'air, puis soumis à l'épreuve de filtration en utilisant l'eau industrielle du laboratoire.

Le tableau donne la caractéristique des bétons.

TABEAU

Dosage		Résistance à la compression à 28 jours	Age du béton au début de l'essai
Ciment en % en poids des matériaux secs	Eau en % en poids des matériaux secs		
9	7	138 kgs/cm ²	36 jours
12	7	202 —	40 —
9	8	120 —	50 —
12	8	126 —	41 —
9	9	91 —	47 —
12	9	129 —	43 —

DEUXIÈME SÉRIE D'EXPÉRIENCES.

Le tableau suivant donne les caractéristiques des bétons conservés sous l'eau (les mêmes bétons que précédemment), à la température de 16°.

Dosage		Résistance à la compression à 28 jours
Ciment en % en poids des matières sèches	Eau en % en poids des matières sèches	
9	7	213 kgs/cm ²
12	7	266 —
9	8	149 —
12	8	228 —
9	9	125 —
12	9	234

La comparaison des tableaux montre que les bétons conservés sous l'eau sont plus résistants et aussi plus étanches que les bétons conservés à l'air.

TROISIÈME SÉRIE D'EXPÉRIENCES.

Certains essais ont été faits après 7, 28, 90 jours, sur des cubes de 200 ^m/_m de côté, préparés avec un dosage en ciment de 300 kilos par mètre cube du mélange de gravier et de sable, c'est-à-dire ce qu'on emploie, en général, dans les travaux du bâtiment.

Le tableau suivant donne les caractéristiques des bétons avec du ciment Portland et du ciment fondu Lafarge.

Essais sur les cubes du ciment Portland à 8 % d'eau

La composition était la suivante :

300 kgr. du ciment (5 l. 6 pèsent 13 kgr. 37)
800 litres de gravillon
400 litres de sable

La résistance des cubes a donné :

à 7 jours	116,125	moyenne	120 kgr./cm ²
à 28 jours	147,162	—	154 kgr./cm ²
à 90 jours	209,244	—	241 kgr./cm ²

Essais sur les cubes du ciment fondu Lafarge.

La composition était la suivante :

300 kgr., 800 litres gravillon, 400 litres de sable, 7,5 % d'eau.

et on a trouvé pour la résistance :

à 7 jours	moyenne	325 kgr./cm ²
à 12 jours	—	340 kgr./cm ²
à 26 jours	—	417 kgr./cm ²

La même composition granulométrique, mais avec 275 kilos de ciment et 7 % d'eau, a fourni les chiffres :

à 7 jours	moyenne	366 kgr./cm ²
à 12	—	388 kgr./cm ²
à 26	—	446 kgr./cm ²

Tous ces résultats concernant la résistance à la compression ont été obtenus au laboratoire sur des cubes comprimés entre les plateaux d'une presse hydraulique.

Il est certain que les résultats sont influencés par le frottement qui se produit entre les plateaux de la presse et les cubes. On peut dire qu'en graissant les plateaux de la presse pour supprimer à peu près le frottement, on fait tomber la résistance d'un cube de béton presque de moitié (0,56).

D'après la circulaire du 20 octobre 1906 :

« La limite de fatigue de béton à la compression ne devra pas dépasser les vingt-huit centièmes (0,28) de la résistance à l'écrasement acquise par le béton non armé de même composition après 90 jours. »

Mais il paraît exagéré d'admettre que la résistance réelle à la compression du béton n'est que 0,56 de la résistance apparente des cubes.

Les ciments d'aujourd'hui donnent des résistances plus grandes qu'en 1906.

On peut admettre que la résistance d'un prisme de béton à la compression est 0,85 de cette mesure sur

les cubes au laboratoire. D'après les instructions ministérielles, la limite pratique de la fatigue de la compression est donc 44 kilogr. 8, par centimètre carré pour le dosage de 300 kilos de ciment par mètre cube de béton.

Coefficient d'élasticité

Les molécules des solides soumis à des tensions ne sont pas symétriques et on sait que les solides sont formés d'un grand nombre de molécules.

Au point de vue de la théorie de l'élasticité, les ciments sont des substances élastiques auxquelles on peut appliquer les principes bien connus de l'équilibre des corps élastiques.

Mais comment se modifient leurs propriétés élastiques, lorsqu'ils sont mélangés avec d'autres substances qui ne sont pas élastiques, pour former ce conglomerat connu sous le nom de béton ?

Il est possible de résoudre ce problème en supposant que le gravier et le sable que l'on mêle au ciment constituent des noyaux rigides très petits.

L'étude de la manière dont se comporte le béton, au point de vue élastique, est ainsi ramenée à celle des corps élastiques, qui renferment dans leur intérieur des noyaux rigides.

Supposons que les particules élastiques du milieu renferment de petites sphères rigides ; si le milieu se déplace et se déforme, chaque particule subira une

translation, une rotation et une déformation simple.

Lorsque le nombre des petites sphères rigides, incluses dans les particules du milieu, est infiniment grand, on peut définir la densité de l'ensemble des sphères par le rapport du volume de cet élément au volume total des sphères renfermées dans chaque élément de l'espace.

Il faut donc connaître les tensions exactes produites à l'intérieur des solides, pour confirmer ou infirmer ces hypothèses.

Le premier moyen de vérification consiste à mesurer le changement de longueur d'un prisme de béton.

En appliquant les formules de déformation, on a :

$$dl = \frac{P}{s} \times l \times \frac{1}{E}$$

dl = allongement.

l = longueur.

P = force exercée.

S = aire de la section.

E = coefficient d'élasticité.

Nous avons fait au laboratoire plusieurs essais : les tableaux résument les résultats de nos expériences.

COEFFICIENT D'ÉLASTICITÉ PENDANT 28 JOURS SUR ÉPROUVETTES,
EN BÉTON A 350 KILOS DE CIMENT FLAMBEAU, 400 LITRES DE SABLE
DU LOT, 800 LITRES DE GRAVIER DU LOT, EAU 7,7 %, AFFAISSEMENT
45 MM., SECTION DU PRISME 225 CM².

Dates	E : en kgr. par cm ²		Observations
	Appareil Martens	Appareil Klein	
27-2-33	352,350	361,290	Le début des essais a commencé 90 jours après la confection des éprouvettes et les essais ont duré 28 jours. La longueur sur laquelle les déformations ont été me- surées est : 15 cm. avec l'appareil Martens ; 20 cm. avec l'appareil Klein ; qui a été placé sur le prisme comprimé entre les plateaux d'une presse hydraulique.
28 —	357,840	370,200	
1-3-33	348,200	389,870	
2 —	349,170	374,730	
3 —	351,320	381,810	
4 —	338,100	357,610	
6 —	351,175	381,820	
7 —	332,650	355,000	
8 —	353,570	376,990	
9 —	344,510	388,880	
10 —	355,200	380,560	
11 —	341,770	384,560	
13 —	348,530	369,500	
14 —	341,380	382,950	
15 —	328,630	357,660	
16 —	331,930	358,940	
17 —	335,000	365,610	
18 —	325,530	355,540	
20 —	342,500	381,030	
21 —	331,930	375,650	
22 —	318,330	339,930	
23 —	326,990	365,940	
24 —	327,930	357,660	
25 —	324,640	350,000	
27 —	328,120	362,650	

Témoins sonores

Il est particulièrement intéressant de pouvoir met-
tre à l'intérieur d'une masse de béton d'un ouvrage,
au cours de sa construction, des appareils de mesure
des déformations locales, permettant de déterminer

la répartition réelle des efforts et de suivre les déformations aussi longtemps que possible, après la mise en service de l'ouvrage.

A cet effet, un appareil de mesure à distance basé sur les variations de hauteur du son rendu par une corde vibrante en fonction de la tension de cette corde a été imaginé par M. A. Guillet (note de M. Guillet, présentée par M. Appel, à la séance du 8 novembre 1915 de l'Académie des Sciences : sirène harmonique à corde. Mesure du module d'Young) et réalisé par C. Coyne, ingénieur en chef des Ponts et Chaussées. Les témoins sont enduits extérieurement de bitume. Tous les organes sont séparés de toute substance étanche, les bouchons peuvent être dévissés et la corde peut être réglée à la hauteur voulue.

On a fait au laboratoire de l'Ecole, des essais comparatifs sur une poutre en béton de 2 mètres $\times$ 0 m. 40 $\times$ 0 m. 40, contenant deux témoins sonores.

Les mesures acoustiques sont en accord avec les lectures faites au moyen des comparateurs Manet-Rabut, mais la sensibilité des appareils sonores est très supérieure.

En voici le principe :

La corde sonore est tendue à l'intérieur d'un tube métallique étanche noyé à demeure dans la construction à ausculter ; elle est fixée à deux brides solidaires du béton. Toute déformation du béton (allongement ou raccourcissement), due soit au retrait, soit aux contraintes, se traduit par une variation de

tension de la corde, donc par une variation de sa fréquence propre.

Un électro-aimant permet l'excitation à distance de la corde ; de plus, une lampe triode amplifie le son émis par la corde vibrante.

La mesure des variations de fréquence est faite en comparant le son de la corde témoin avec celui d'un fréquencesmètre, par la méthode de battements à corde vibrante de M. A. Guillet (1).

Le fréquencesmètre est une corde vibrante dont on fait varier la tension à l'aide d'une vis micrométrique portant un tambour gradué ; il est lui-même contrôlé par un diapason.

L'influence de la température sur la fréquence de la corde témoin est d'ailleurs éliminée si l'on prend soin de choisir une corde en acier ayant un coefficient de dilatation très voisin de celui du béton et de la maintenir constamment en équilibre thermique avec la maçonnerie environnante. ,

Chaque témoin est muni d'un câble armé, de longueur convenable, assurant sa liaison avec l'extérieur.

Relation entre les variations de longueur du témoin et les lectures micrométriques.

Le coefficient d'élasticité et la densité du métal employé pour les deux cordes sont identiques.

1 *Mesure du modulé d'Yanug*. Compte rendu, 1915.

L = la longueur de la corde étalon
 L' = ————— témoin
 T = la tension de la corde étalon
 T' = ————— témoin

Donc la fréquence :

$$n = \frac{A \sqrt{T}}{L} = \frac{A \sqrt{T'}}{L'} \quad (1)$$

Si les deux cordes sont à l'unisson :

$$\frac{T}{L^2} = \frac{T'}{L'^2} \quad (2)$$

d'où :

$$\frac{T}{T'} = \frac{L^2}{L'^2} \quad (3)$$

or :

$$\frac{\delta L}{L} = \frac{T}{E} \quad \frac{\frac{\delta L}{L}}{\frac{\delta L'}{L'}} = \frac{L^2}{L'^2} \quad (4)$$

La longueur totale de la corde étalon est 0 m. 40,
 pour une division du tambour sa longueur varie de
 1/100 de mm. = 10 microns, soit :

$$\delta l = \frac{10 \mu}{0 \mu. 40} = 25 \text{ microns par mètre.}$$

D'où, d'après l'équation 4 :

$$\text{Le } \frac{\delta L'}{L'} \text{ pour le témoin est } \frac{\delta L}{L} \times \frac{L'^2}{L^2}$$

Pour notre expérience L' = 208 mm.

Si L = 250 mm. d'étalons avec les cilles, alors une
 division du tambour gradué = 17,3 microns.

ACTION DE LA TEMPÉRATURE SUR LE BÉTON

La prise et le durcissement des liants hydrauliques sont dus à des réactions chimiques exothermiques ; ils sont fonction de la température.

Nous avons observé pendant nos recherches, que le froid ralentit la prise et le durcissement et la chaleur les accélère.

Mais la variation de la température produit aussi des variations de longueur d'une pièce de béton.

Pour mesurer cette variation, on observait la longueur d'un témoin sonore de 208 mm.

Pendant une première période faisant suite à la prise du béton, il se produit un raccourcissement de 60,6 microns par mètre pour un prisme de ciment fondu et de 32,9 microns par mètre pour le ciment Portland : c'est le *retrait*.

Nous avons aussi constaté que sur les blocs qui ne dépassent pas les dimensions indiquées plus loin, la température extérieure pénètre jusqu'au centre en quelques heures.

L'élévation de température fait augmenter la résistance, car la conservation des éprouvettes dans l'eau

froide la diminue, tandis que la conservation dans l'eau chaude augmente la résistance des bétons.

On peut dire, d'après les expériences faites, que pendant la prise, le béton subit une variation de volume.

Il y a contraction quand les bétons sont conservés au sec, et gonflement quand ils sont conservés dans l'eau.

Il faut ajouter que la présence dans le sable d'argile ou de sable trop fin, augmente le retrait.

La quantité d'eau de gâchage et la finesse du ciment font varier aussi le retrait.

D'après le règlement de 1915, dans le calcul des ouvrages, il faut faire l'hypothèse qu'au bout de trois mois le béton subit une contraction de 0 m. 29 par mètre.

On a constaté dans nos expériences au laboratoire de l'Ecole que, pour les prismes maintenus humides, le retrait fut nul ; mais, pour les prismes conservés à sec, le retrait comprime le métal et celui-ci s'oppose à la contraction et la diminue.

Il est à noter, que pour une poutre non armée de même section qu'une poutre armée, et du même gâchage, on a marqué une grande différence dans les retraits.

On peut donc conclure que les armatures ont réduit ce retrait, et cela d'autant plus qu'elles étaient plus grosses.

On a aussi constaté que le retrait diminue sur un prisme conservé à sec après avoir été mouillé.

INFLUENCE DE LA TEMPÉRATURE
SUR UN PRISME DE BÉTON
MESURÉE AVEC LE TÉMOIN SONORE.

Nous avons fait au laboratoire deux prismes des dimensions suivantes : $120 \times 120 \times 360$ mm. Chacun d'eux contient un témoin sonore dont la longueur entre brides est de 208 mm.

Le béton est de la composition suivante :

6 litres de gravillon de Seine, 3 litres de sable et 2 kilos de ciment.

Le prisme n° 1 est fait avec le ciment Portland et le prisme n° 2 du ciment fondu Lafarge.

Ils sont conservés à l'air et souvent arrosés.

Les prismes se trouvent dans une atmosphère à peu près saturée d'eau à une température de $16^{\circ}6$. Le prisme est fait le 27 janvier.

Les mesures avec le témoin sonore sont faites en comparant les sons de celui-ci à ceux de l'étalon vibrant sur 250 mm. Pour ce cas, une division du tambour gradué équivaut à une déformation de 17,3 microns par mètre.

Les tableaux et les graphiques résument les mouvements des prismes en fonction du retrait et de la température additionnés.

SÉRIE DE MESURE SUR LE TÉMOIN N° 2

Dates	Heures	Température	Lecture du témoin	Étalon- nage Diapason 435	Lecture corrigée de la variation d'étalon- nage	Déforma- tion par μ par mètre à la 1 ^{re} lecture	Observations
31/1		Dans un atmosphère à peu près saturée d'eau à une temp. de 16°6.	87,2	71,3	87,2		
2/2	0	Au même lieu Prismes mis dans une étuve à 38°.	83,7	71,3	83,7	60,6	Retrait.
	1/2 3 h.	Air saturé d'eau 39°	83,3	71,2	83,4	65,7	
	4 h. 1/2	—	81,8	71,3	81,8	93,4	
	6 h.	—	81,0	71,4	80,9	107,3	
	23 h.	—	80,6	71,4	80,5	114,2	
3/2	26 h.	—	79,8	71,6	79,5	133,2	
		La température dans l'é- tuve passe par un min. de 32°.	79,3	71,4	79,2	136,7	
6/2	95 h.	37°	79,0	71,2	79,1	138,4	
7/2	120 h.	42°	79,1	71,4	79,0	146,9	
	145 h.	—	79,0	71,5	78,8	143,6	
10/2	t.	Etuve 40° mis dans la glacière.	80,0	71,5	79,8	128	
		— 12	79,5	—	79,3	136,7	
	5 min.	—	80,2	71,7	88,8	27,7	
	4 h.	—	90,8	—	90,4	55,4	
	6 h.	—	92,0	72,1	91,2	69,2	
11/2	23 h.	—	95,7	70,0	97,0	169,5	
3/3	21 j.	Glacière — 17°					Diminution des tensions due à la contraction de couches exté- rieures avant que la tempé- rature soit établie dans tout le prisme.

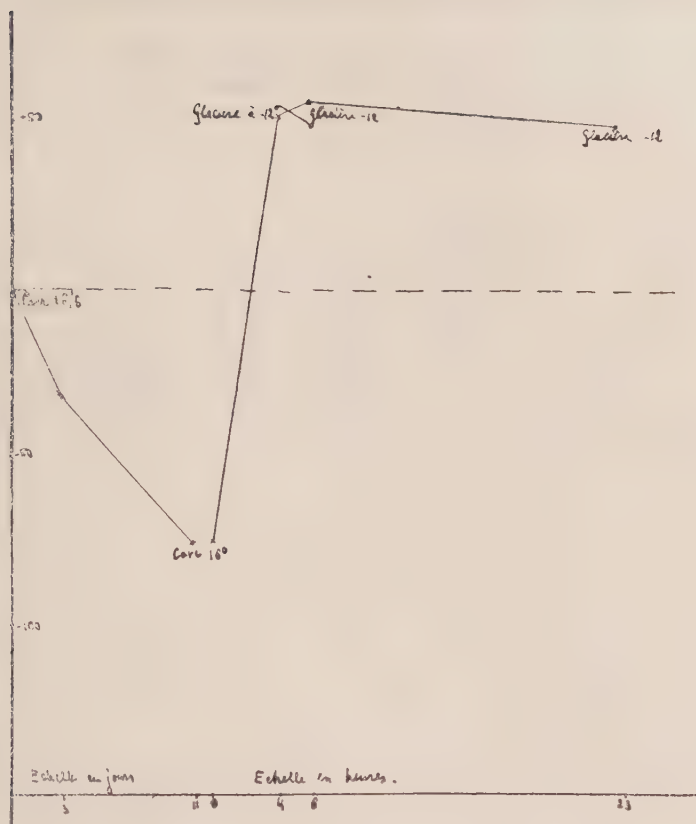


FIG. 2. — Influence de la température sur les indications des témoins sonores.
Prisme de ciment Portland (témoin n° 1).
Déformation en microns par mètre à partir de l'état initial.

SÉRIE DE MESURES SUR LE TÉMOIN N° 1 (CIMENT PORTLAND)

Dates	Heures	Température lieu et hygrométrie	Lecture du témoin	Etalonn. Diapason 435	Lecture T. corrigée	Déforma- tion en mic. par suite de la 1 ^{re} lecture
30/1		Air saturé d'eau				
		16°6	127,2	71,3	127,2	
2/2		16°4	125,3	—	125,3	+ 32,9
10/2	0	16°0 (—12)	123,0	71,5	122,8	+ 76,1
	4 h.	— 12°0	130,6	71,7	130,2	— 51,9
	6 h.	—	130,8	—	130,4	— 55,4
	23 h.	—	130,8	72,1	130,0	— 48,4
3/3	24 jours	— 17°	131,8	70	133,1	— 102,1

L'ACIER DANS LE BÉTON ARMÉ

Dans le béton armé on trouve des divergences entre les hypothèses des calculs et la pratique, car on ne connaît pas comment se comporte le métal emprisonné dans le béton.

Au moyen de recherches expérimentales sur les bétons armés, nous nous sommes efforcés de donner quelques explications sur les caractéristiques exactes de la résistance et de l'élasticité que posséderont les bétons armés après leur mise en œuvre.

Nous avons constaté que ces caractéristiques varient avec le temps et même d'un point, à un autre.

Les expériences et les recherches sur modèles dans les laboratoires peuvent conduire à faire des réserves sur les hypothèses comme :

- 1° La solidarité du béton et du métal ;
- 2° L'invariabilité des sections planes.

Toutes nos expériences ont été faites avec de l'acier doux en barres rondes dont les propriétés sont les suivantes :

- 1° Les barres d'acier rondes s'allongent d'environ 11 microns par mètre et par degré d'élévation de température ;
- 2° Ces barres s'allongent proportionnellement aux

charges appliquées et ceci dans les limites d'élasticité de l'acier.

On remarque que pour une certaine charge unitaire appelée limite apparente d'élasticité il se produit un allongement 25 fois plus grand que celui qui correspond à la limite élastique véritable. Cette limite apparente d'élasticité des aciers employés en béton armé, joue un rôle important dans les constructions.

Cet acier est formé de petits grains cristallins de fer presque pur, les dimensions de ceux-ci sont inférieures au dixième de millimètre.

Les grains sont collés les uns aux autres par une masse lamellaire formée de fer et de carbure de fer (Fe^3C). Cette constitution modifie le mode de propagation des fissures et la fragilité d'acier dépend des traitements thermiques subis par le métal. D'après nos expériences, il est certain que le mortier de ciment au dosage habituel ne peut s'allonger, sous un effort de traction, que d'un dixième de millimètre par mètre sans se rompre.

Au contraire, le béton armé peut prendre sans se fissurer ni se désagréger des allongements supérieurs au béton non armé.

Nous avons cherché à établir l'influence des armatures sur les propriétés des mortiers et bétons et si les barres de fer entraînent les grains du ciment et du sable qui les entourent.

Au point de vue absolu, le béton armé ne se comporte en effet jamais exactement de la même manière sous les applications successives d'une même

charge, comme nous le voyons dans nos expériences.

On peut dire que le béton armé est un mode de construction d'une nature spéciale, auquel les règles courantes de la résistance des matériaux ne sont pas applicables.

EXPÉRIENCES DE TRACTION SUR DES POUTRES DE BÉTON
ARMÉ EFFECTUÉES AU LABORATOIRE AVEC LES APPAREILS
MARTENS.

Le béton est coulé dans des coffrages en bois des dimensions suivantes :

$$58 \times 58 \times 500 \text{ mm.}$$

Quatre poutres sont armées de 4 barres d'acier d'une section de 30 mm^2 et d'une résistance de 60 kilos par mm^2 .

Les deux autres n'étaient pas armées.

Le dosage du mortier était :

Une partie de ciment fondu pour trois de sable. Pour assurer l'adhérence nous avons fait des crochets allongés dans les têtes et nous avons mis des frettes autour de ces crochets (Une dizaine de frettes dans chaque tête de 2 mm. de diamètre.)

Le prisme n° 5 ne s'est rompu qu'après avoir supporté une force à la traction de 400 kilos. On ne peut pas tirer de conclusion d'une expérience unique, nous avons donc fait un nouvel essai sur le prisme n° 6 qui était fait dans les mêmes conditions que le précédent, mais avec des frettes plus grosses.

Nous avons constaté que le mortier se fissure là où l'on a mis des frettes.

La partie frettée du mortier a une résistance plus faible à la traction que les autres parties : cela est dû à la diminution de surface du mortier.

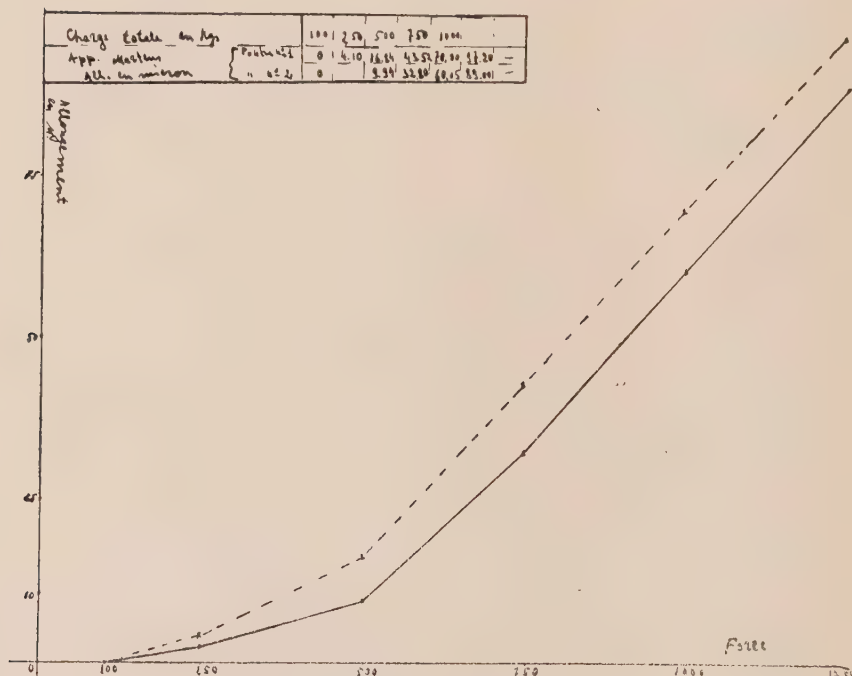


FIG. 3. — Courbes des allongements des poutres n° 1 et n° 2 mesurées avec des appareils Martens.

Le prisme n° 6 s'est rompu après avoir supporté une force de 350 kilos.

Le prisme n° 2 est celui des prismes armés dont l'essai a été poussé le plus loin. Il avait la même section que les précédents et était armé de 4 barres d'acier de 3 mm. de diamètre aux quatre coins à 7 mm. de la surface.

La force a été portée jusqu'à 1.000 kilos sans provoquer des fissures dans les têtes.

Nous traçons en détail les courbes d'allongement du mortier des prismes armés n° 1 et n° 2 qui étaient absolument identiques.

L'expérience faite sur les prismes 5 et 6 non armés a montré que ceux-ci se fissurent sous une force de 375 kilos environ tandis que le prisme armé n° 2, identique, soumis à la traction, s'allonge sans se fissurer jusqu'à une force de 1.000 kilos.

Il faut donc admettre qu'il y a une augmentation de résistance du mortier à la traction à cause des armatures ou bien que les armatures produisent partout l'allongement maximum de celui-ci.

Dans cette deuxième hypothèse il faut donc admettre que la résistance totale d'un prisme armé est la somme des résistances produites par les deux éléments dont il est formé.

EXPÉRIENCES DE TRACTION SUR UNE POUTRE DE BÉTON
ARMÉ EFFECTUÉ AU LABORATOIRE DES PONTS ET CHAUS-
SÉES AVEC LES APPAREILS DE MESURE : TÉMOIN SONORE
ET ÉLASTICIMÈTRES MARTENS.

Le béton est coulé dans un coffrage en bois des dimensions suivantes :

$$12 \times 12 \times 160 \text{ cm.}$$

La poutre est armée de quatre barres d'acier de 8 mm. de diamètre disposées aux quatre coins à 15 mm. de la surface.

Le béton est composé de 40 l. de gravillon de Seine, 20 l. de sable de Seine, 15 kilos de ciment fondu Lafarge et du Teil.

Dans l'exécution de cette poutre, destinée à l'expérience à la traction, et pour remédier à l'inconvénient signalé, nous avons constitué l'ancrage permettant d'exercer la force de traction sur la poutre de la manière suivante :

A chaque extrémité de la poutre et suivant l'axe, est placé sur une longueur de 40 cm., un faisceau de quatre barres d'acier de 10 mm. de diamètre terminé par des crochets ; à l'extérieur de la poutre, ce faisceau est placé dans un cône métallique dans lequel les barres terminées en crochets sont enrobées dans du ciment fondu. Une frette formée de 10 spires de fil de 1 mm. consolide chaque extrémité de la poutre sur une longueur de 40 cm.

La poutre est mise sur la machine à la traction (Falcot, puissance 60 tonnes) après dix-huit jours de coulage.

Pour mesurer l'allongement de la poutre un témoin sonore est placé au centre de celle-ci et la longueur entre les brides est de 208 mm.

Après les rectifications d'étalement une division du tambour correspond à une variation de longueur de 17,47 microns par mètre, les mesures étant faites avec l'étalon de 40 cm. sur une longueur effective de 25 cm.

Nous avons aussi placé deux appareils Martens,

de base 15 cm. au milieu de la poutre respectivement sur la face supérieure et sur la face inférieure.

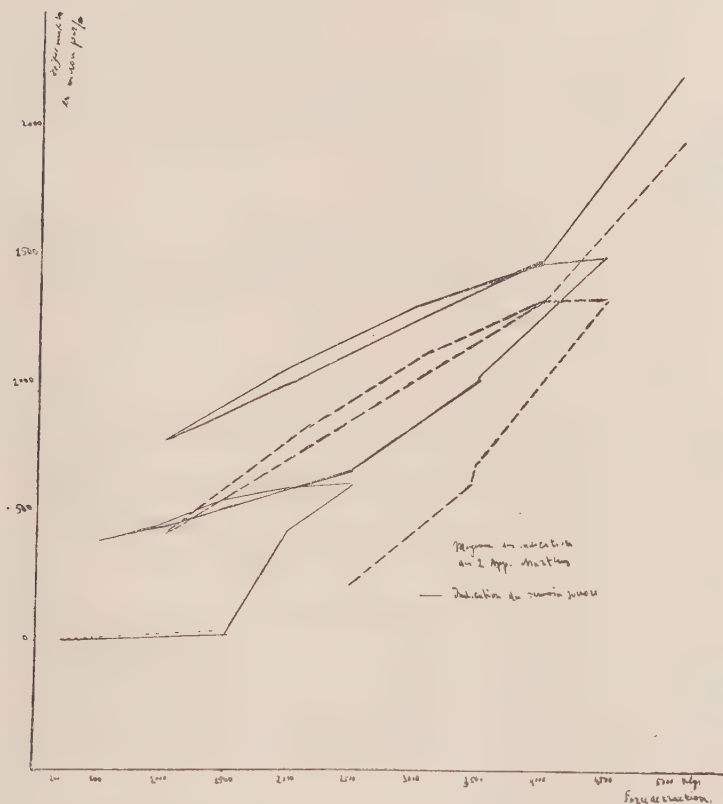


Fig. 34 — Diagramme de traction d'un pilier en béton armé.

Remarque. — A partir d'une force de 1500 kgr, il y a un glissement des appareils Martens.

Les échelles sur lesquelles se déplacent les spots lumineux sont placés à une distance telle que chaque division donne 1/500 de mm.

Rupture de la poutre

Les fissures s'élargissent, le béton glisse sur les aciers et deux de ceux-ci se cassent, les deux autres sortent progressivement du béton, leurs crochets se déroulent.

Dans cet essai nous sommes arrivés à faire des attaches qui se comportent bien, elles ne bougent ni dans les cônes métalliques ni dans les extrémités de la poutre.

On a placé sur une face de la poutre des pastilles en verre pour mesurer l'extension du béton grâce au phénomène de photoélasticimétrie, mais la pastille ronde ne donne aucun résultat à l'extension (voir plus loin l'étalement de la pastille).

Nous avons aussi constaté dans toutes nos expériences de rupture des pièces de béton armé, que l'acier se rompt uniquement par traction simple, et c'est donc cette résistance seule qui intervient au point de vue de la sécurité.

On peut ajouter qu'à travers une fissure l'acier seul supporte les efforts de traction, et au moment où le béton peut être fissuré on ne doit pas totaliser la résistance à la traction de l'acier et du béton.

Remarque.

La dilatation remarquable accusée entre 1.500 et 2.000 kilos pouvait trouver son explication dans le

Heures	Force en kgr.	Lecture des app.			Déformation en microns par mètre			
		Martens sup.	Martens infér.	Témoin sonore	Martens supér.	Martens infér.	Témoin sonore	Moyenne des déformations liée aux app. Martens
15 ^h 00	200	24,1	175,5	70,3				
15,03	500	25,0	175,7	70,8	12,0	2,6	8,7	7,3
15,07	1.000	26,1	176,7	71,3	26,6	16,0	17,5	21,3
15,10	1.500	26,6	178,2	71,9	33,3	34,6	28	34,6
15,12	2.000	22,3	161,2		— 24,0	— 190,4		— 107,2
15,15	»	22,9	162,0	95,9	— 16,0	— 179,8	447	— 98
15,25	2.500	31,5	187,2	106,0	+ 98,5	+ 155,8	625	+ 127,2
15,26	»	32,2	188,4		107,9	171,8		+ 139,8
15,29	»	33,0	190,2		+ 118,5	+ 195,8		+ 157,2
15,30	»			106,9			639	
15,32	2.000	31,6	186,0	105,0	+ 99,9	139,8	607	+ 119,8
15,35	1.500	29,2	179,8		+ 67,9	157,3		+ 63,3
15,38	»			102,2			558	
15,39	1.000	24,0	165,8		— 1,33	— 129,2		— 65,3
15,41	»			96,7			462	
15,42	500	21,0	154,3		— 49,2	— 282,4		— 161,8
15,45	»			92,6			390	
15,46	1.000	23,0	162,3	95,6	— 14,6	— 175,8	443	— 95,2
15,50	1.500	27,5	174,0		45,3	— 20,0		+ 12,6
15,53	»			100,0			520	
	2.000	31,8	185,5		+ 102,5	+ 133,3		+ 117,8
15,55	»			104,8			604	
15,56	2.500	35,9	197,7		157,2	295,7		+ 226,4
15,58	»			109,4			684	
15,59	3.000	46,8	220,0		302,3	592,7		+ 447,5
16,00	»	47,0						
16,04	»			119,1			854	
16,05	3.500	58,6	239,9		459,5	857,8		+ 558,6
	»	59,9	242,2	129,8	476,8	888,4	1.041	+ 682,6
	»	60,0	244,8		478,2	923,1		+ 700,6
16,10	»	61,8	244,8	130,7	502,1	923,1	1.055	712,6
16,15	4.000	84,0	270,0	144,5	799,1	1.258,7	1.298	+ 102,8
16,20	4.500	73,7	299,9	157,4	déforma- tion 0	1.651,7	1.524	
16,25	4.000	72,1	299,9	156,2	— 21,3	1.651,7	1.503	— 10,6
16,28	3.000	58,7	27,8	146,3	— 199,9	1.389,2	1.330	— 233,7
16,30	2.000	37,0	252,2	132,2	— 488,4	1.021,6	1.083	— 562,1
16,33	1.000	15,2	216,5	115,2	— 779,2	519,5	786	— 946,0
16,38	2.000	32,7	245,0	128,7	— 546,2	+ 932,4	1.022	— 638,7
16,47	3.000	279,3	273,5	142,9	— 274,4	+ 1.305,3	1.270	— 313,0
	4.000	289,0	300,8	156,5	— 25,3	+ 1.669,0	1.508	— 6,6
16,58	5.000	335,3	359,0		471,5	+ 2.444,2		+ 629,3
		348,2		198,5	847,1	+ 2.797,2	2.243	
		363	385,0					940,3

OBSERVATIONS

A 3 500 la charge tient difficilement, on la rétablit.

A 4.000 une fissure entre les bases des appareils Martens, la tension est difficile à tenir. La fissure s'étend. Deux autres fissures apparaissent systématiquement par rapport au milieu de la poutre.

A 4.500 remise en place du miroir du Martens infér.

Remise en place du miroir du Martens sup. Déplacement du spot sur l'échelle.

Une fissure entre le témoin et la pastille n° 3.

A 5.000 mesures très difficiles à faire.

fait qu'avant de subir les efforts d'extension de l'expérience, le fer, par suite du retrait, était comprimé.

Donc sa décompression n'est pas forcément analogue à la partie de la caractéristique correspondant à la dilatation proportionnelle d'élasticité.

Il est bon de noter que dans les pièces soumises à une compression simple, le retrait modifie la répartition des efforts calculés entre le béton et l'armature, réduit le travail du béton et augmente celui de l'acier.

ADHÉRENCE DU BÉTON ET DE L'ACIER

Quand deux corps adhèrent l'un à l'autre suivant un joint plan, il faut exercer un certain effort pour les séparer.

L'adhérence est donc l'effort minima à exercer entre deux corps accolés par une surface pour les séparer.

C'est d'ailleurs une qualité toute relative, dont la grandeur dépend, non seulement de la composition du béton, mais de nombreux facteurs étrangers à celle-ci, notamment de la nature et de l'état de la surface du corps contre lequel le béton est appliqué et de la direction dans laquelle l'effort de décollement est exercé par rapport au joint.

Dans des essais, tous exécutés d'une même manière et avec des corps d'adhérence identiques, on constate qu'il n'existe pas une relation fixe entre les nombres mesurant l'adhérence des bétons, et la différence entre deux lectures peut être considérable.

Dans le but d'opérer dans des conditions analogues à celle de la pratique, nous avons conduit les essais en comprimant la barre qui était placée dans un cube de 200×200 mm. munis de fers ronds de 10 mm., les traversant de part en part et dépassant à chaque extrémité de 5 mm.

Lorsque l'acier colle bien au béton l'adhérence est proportionnée à la surface de contact $\pi d l$.

d = diamètre de la barre ;

l = longueur de l'éprouvette.

Pour étudier le collage de l'acier et du béton, on a pris des barres de fer rondes de 10 mm. et on les a placées au centre et aussi à des distances variables de la surface d'une éprouvette de béton, afin d'étudier la variation de l'adhérence en fonction de la distance. Nous avons fait un béton avec du ciment fondu de composition suivante :

800 l. gravillons de la Seine ;

400 l. de sable de la Seine ;

300 kilos de ciment.

La surface de fer adhérente au béton, donne après la formule : $\pi \times 1 \times 20 = 62,8 \text{ cm}^2$.

PREMIÈRE EXPÉRIENCE

l = distance du bord du fer au bord du béton.

l' = même distance pour l'autre face du cube.

Age du béton	Distance $\frac{l + l'}{2}$	Force en tonnes
	en cm.	
21 jours	La barre placée	15.200
—	au centre	11.000
—	—	12.550
—	—	11.000
—	—	10.900
—	—	8.100
—	—	6.800
—	—	5.400

Donne une moyenne de 160 kilos par cm^2 .

Un autre essai à des distances variables de la surface.

Age du béton	Distance $\frac{l_1 + l}{2}$ — cm.	Force en tonnes —	Observations —
21 jours	0,35	2.350	
—	0,70	2.000	
—	0,80	2.750	
—	2,80	3.500	
—	2,85	5.250	
—	3,10	4.900	
—	7,15	2.800	
—	7,70	4.750	
—	8,40	4.900	
—	8,95	3.600	

Un autre essai sur un béton de la même composition.

Age du béton	Distance $\frac{l_1 + l}{2}$ — cm.	Force en tonnes —	Observations —
21 jours	0,35	2.800	
—	0,35	2.800	
—	0,90	3.500	
—	0,95	2.350	
—	1,05	3.500	
—	1,10	4.250	
—	1,60	3.700	
—	1,80	4.400	
—	2,00	4.500	
—	2,05	3.600	
—	2,15	6.150	

Comme nous le voyons, l'adhérence est fonction de la distance, mais on n'observe aucune règle fixe.

L'adhérence mesurée varie de 30 à 160 kilos par cm^2 .

Nous pouvons aussi dire que l'adhérence du béton sur l'acier est un simple phénomène de moulage, le béton enrobe l'acier et l'enserme comme un étau. Comme l'effort d'adhérence est un effort de frottement il augmente très rapidement lorsque les barres sont courbées. On peut conclure que l'adhérence variera pour le même béton de 30 à 160 kilos par cm^2 , suivant que la barre sera simplement posée contre la paroi ou, au contraire, qu'elle sera très loin de toute paroi.

A titre de première approximation, la circulaire ministérielle a admis « que la limite pratique de fatigue imposée à l'adhérence serait le dixième de la limite de fatigue à la compression, comme pour la fatigue au cisaillement », mais dans tous les cas où l'on doit compter sur l'adhérence, ou lorsqu'on emploie un procédé d'exécution spéciale, il convient de procéder à des essais directs.

On peut, d'ailleurs, augmenter l'adhérence en remplaçant les fers ronds par des fers carrés, ridés ou déformés, etc.

Efforts tranchants

Sous l'action d'un effort de cisaillement, une pièce prismatique limitée par deux sections voit ces sections perdre leur planarité.

En effet les fibres supérieures sont déportées de

droite à gauche lorsque l'effort tranchant est négatif, de gauche à droite lorsqu'il est positif. Les fibres inférieures sont déportées en sens inverse.

Si le prisme ne contient que les armatures longitudinales, les expériences prouvent que sa résistance au cisaillement proprement dit sera la même que celle de la poutre non armée, le fer ne commençant à travailler au cisaillement que lorsque le béton est fissuré. Les fibres horizontales ne changent pas de longueur sous l'action des efforts de glissement longitudinal, les armatures horizontales ne travaillent pas sous l'action de ces efforts.

Il en est de même des éléments verticaux. Donc, la présence d'étriers verticaux n'ajoute rien à la résistance au cisaillement de la poutre.

La rupture due aux efforts tranchants, se produira sous l'action des efforts maxima d'extension, donc à 45° sur la fibre neutre.

Pour empêcher la fissuration on devra diriger les étriers suivant la résultante des efforts de cisaillement et des efforts de glissement.

RÉPARTITION DE L'EFFORT TRANCHANT SUR UNE POUTRE EN BÉTON ARMÉ

On sait, en résistance de matériaux, que les plus grands efforts tranchants se produisent à l'extrémité des poutres.

Si la poutre est encastree, la partie tendue sera la partie supérieure.

On a constaté dans des expériences que le béton

s'y étire sous une tension constante de 10 à 12 kilos par cm^2 .

De plus nous avons vu dans une même expérience se former des fentes inclinées à 45° ayant l'aspect : a, b, c, d (voir fig. n° 5).

Nous avons vu pendant nos expériences que les armatures verticales n'empêchent pas la création des fentes dues à l'effort tranchant, elles donnent seulement la sécurité.

Une fois la fente produite, nous avons bien constaté *que les aciers verticaux n'interviennent pas pour retarder les fissures dues à l'effort tranchant.*

Ils protègent seulement l'effondrement lorsque les fissures se sont produites.

Pour bien vérifier si les armatures verticales retardent les fissures dues à l'effort tranchant, nous avons fait une expérience sur une poutre munie de 4 témoins sonores.

Cette poutre a été exécutée dans un coffrage en bois de $110 \times 800 \times 200$ mm. armée avec des étriers verticaux.

Nous avons constaté que les armatures verticales n'interviennent qu'après la production des fissures.

Il faut ajouter qu'on ne peut tenir compte de ces armatures pour résister au glissement, car le béton ne se rompt pas par glissement, mais par arrachement.

Aussitôt après pilonnage qu'on fait normalement au laboratoire, on fait une lecture sur les quatre témoins sonores.

COMPRESSION DE LA POUTRE

À L'AIDE DE LA PRESSE HORIZONTALE DE 400 TONNES

La poutre, sur les faces de laquelle sont placés deux fers plats de 5×20 cm², est mise en place entre les deux joues de la presse.

On comprime la poutre et pour différentes pressions lues au manomètre, on effectue la mesure sur les quatres cordes vibrantes que résume le tableau suivant.

Composition du béton.

300 kilos ciment fondu Lafarge.

400 litres sable Seine.

800 litres gravillons Seine.

La poutre est conservée à l'air et arrosée fréquemment.

Longueur entre des brides des témoins sonores :

N° 1, 215 mm. ; n° 2, 214 mm. ; n° 3, 212 mm. ; n° 4, 211 mm.

Heures	Pression du Manomètre		Témoins				Etalon en 435	Observations
			I	II	III	IV		
15,55	0	0	109,6	103,0	61,3	56,3	42,9	
16,10	5		108,6	103,0	61,2	56 0	42,9	
16,10	10		108,7	103,2	61,1	56,2	42,9	
16,22	15		108,8	103 6	61,7	58,9	42,9	
16,35	20		101,1	103,2	80,1	75,9	42,8	
16,55	22		112,0	103,5				
17,00	25		113,5	103,6	92,2	95,5		
17,15	30		117,5	103,7	97,1	124	43,1	

PHOTOÉLASTICIMÉTRIE

Toutes les formules de déformation usitées en résistance des matériaux ne dépendent que de la valeur des forces, de la section, de son moment d'inertie et du coefficient d'élasticité.

Les méthodes de calcul des ouvrages en béton doivent être vérifiées, et surtout la mesure des tensions, par des expériences directes.

Des appareils employés pour mesurer les allongements ou les raccourcissements des pièces sous la charge, obligent à mesurer la variation d'une longueur limitée et, à cause de cela, nous obtenons seulement les variations moyennes des éléments à étudier.

Une méthode a été employée au laboratoire de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées par M. Mesnager, en vue de vérifier et mesurer les tensions et leurs directions en un point ou dans tout l'ouvrage. Elle est basée sur le phénomène de la double réfraction accidentelle, et consiste à faire un modèle de l'ouvrage à étudier en une substance transparente (comme verre, xylolite, hécalite, etc.) soumise à des efforts extérieurs, elle permet de mesurer exactement des pressions ou des tensions intérieures.

Les réseaux des courbes isoclines ou des lignes isochromatiques, permettent de représenter la valeur des tensions et leurs directions.

Pour remédier à l'inconvénient que peut présenter le modèle, il est intéressant de pouvoir obtenir les réseaux des lignes isoclines directement sur l'ouvrage. Nous nous sommes proposé d'étudier ce dernier phénomène.

L'objet des recherches entreprises est :

1° La mise au point de la méthode d'auscultation des ouvrages, c'est-à-dire de méthodes propres à suivre les vicissitudes d'une construction au cours de son existence.

Il est particulièrement intéressant de pouvoir sceller à demeure dans le béton d'un ouvrage, au cours de sa construction des appareils de mesure des déformations locales, permettant de déterminer la répartition réelle des efforts et de suivre les déformations aussi longtemps que possible, après la mise en service de l'ouvrage.

A cet effet, une méthode basée sur le phénomène de photoélasticimétrie a été mise au point au laboratoire.

Elle consiste à fixer d'une manière permanente sur les ouvrages en béton, de petits miroirs de verre que l'on pourrait examiner par cette méthode et qui détermineraient l'orientation et la grandeur des tensions principales.

2° L'application, à titre d'exemple, de cette méthode

à l'étude d'une voûte mince en béton armé, sur modèle réduit.

La mise au point de la méthode a porté sur les points suivants :

a) Les caractéristiques à donner aux miroirs de verre ;

b) Les perfectionnements à apporter à l'appareil de lecture ;

c) La préparation des éprouvettes de mortier à incorporer aux ouvrages ;

d) La manière dont se comportent les miroirs scellés sur la surface des ouvrages en béton lorsque ceux-ci sont soumis à des efforts divers (compression simple, traction simple, efforts complexes).

MIROIRS.

Nous avons choisi pour toutes nos expériences des miroirs circulaires de 16 mm. de diamètre et de 2 mm. d'épaisseur, car la forme circulaire est la plus simple à réaliser.

Si le miroir suit bien, et dans toutes les directions, les déformations locales de l'ouvrage en béton ou en béton armé, il nous permet de trouver les axes de l'ellipse des déformations lorsque ces directions sont totalement inconnues *a priori* et on aura aussi déterminé ainsi la mesure de la différence des tensions principales du verre connaissant le coefficient d'élasticité de ces matériaux ; nous pouvons calculer la différence des déformations principales.

Si l'on pouvait alors établir une concordance entre les grandeurs des tensions observées et les contraintes du béton au voisinage des miroirs, on pourrait suivre l'histoire, du point de vue de l'élasticité, de l'ouvrage en béton qui commence à l'époque de la prise du ciment.

Il est bon que les grains du mortier qu'entourent le miroir soient très fins.

Les disques de verre des dimensions ci-dessus mentionnées se sont montrés très convenables à la compression.

Pour utiliser la photoélasticimétrie aussi bien dans des zones tendues que dans les zones comprimées dans les ouvrages en béton, il faudra donc changer des miroirs ronds pour des miroirs rectangulaires, et à la place de les sceller directement dans les bétons, on peut les introduire soit dans des logements convenablement placés dans les surfaces des ouvrages à étudier soit entre des plaques scellées dans les bétons.

Ces prismes de verre sont orientés parallèlement aux surfaces des ouvrages et sont comprimés à l'aide d'écrous placés dans leurs appuis. Il n'y a aucun contact entre les faces latérales des prismes en verre et l'ouvrage à étudier. Les prismes sont soumis à des pressions longitudinales.

En décomprimant le prisme en verre on peut mesurer les valeurs des tensions et pour obtenir leurs directions, il faut placer trois des axes formant un triangle de dimensions relativement petites par rapport aux dimensions de l'ouvrage.

PHOTOÉLASTICIMÈTRE.

La photolélasticimétrie peut donner immédiatement la valeur de la différence des contraintes principales du miroir, mais la somme de celles-ci ne peut être obtenue que par des procédés laborieux.

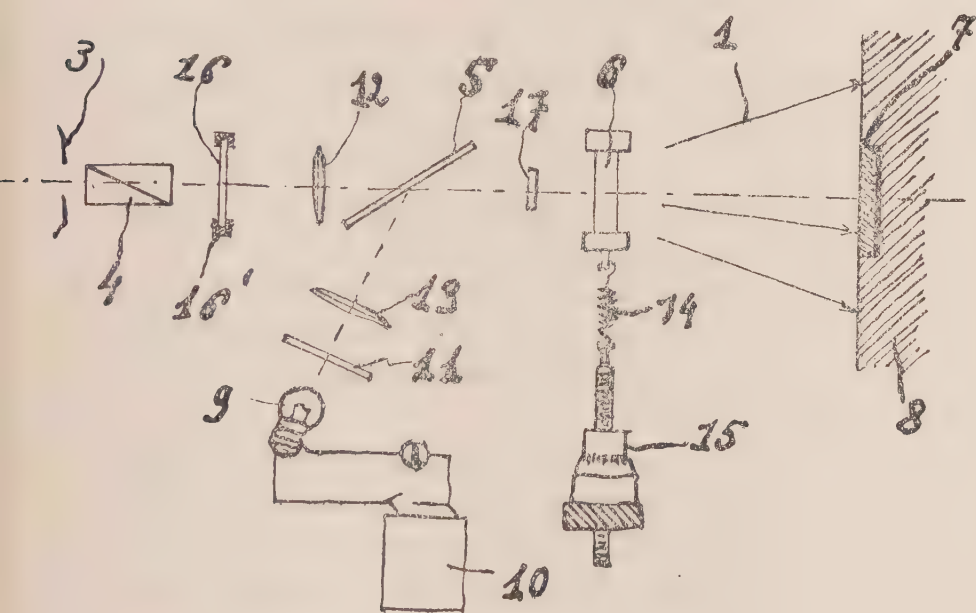


FIG. 6. — Schéma optique du photoélasticimètre.

L'appareil de lecture contient un barreau de verre argenté utilisé comme comparateur.

La figure montre schématiquement le photoélasticimètre et son schéma optique.

Il comporte un statif 1, dont les points d'appui réglables se trouvent dans un plan perpendiculaire à l'axe d'une lunette d'observation 2.

Dans celle-ci on établit un œillette 3, un analyseur 4, constitué par un prisme de Glazebrook, un miroir sans tain 5 et un dynamomètre compensateur 6.

L'ensemble, ainsi constitué, peut être amené en regard d'un miroir 7 enrobé dans le mortier 8, constituant l'ouvrage à étudier.

On éclaire ce miroir avec de la lumière polarisée obtenue par réflexion, sur la plaque 5, d'un faisceau lumineux émanant d'une source 9, alimentée avantageusement par une pile sèche 10, de faible dimension.

Le faisceau émanant de cette source peut, au préalable, être réparti par un écran diffuseur 11. Les rayons, renvoyés par le miroir 7 traversent à nouveau la matière transparente qu'il comporte et ils peuvent après leur passage dans l'analyseur être observés par l'œillette 3.

Dans le cas où on désire un éclairage très puissant on peut établir, sur le trajet des rayons lumineux, des lentilles ou condensateurs tels que 12 et 13 qui produisent une image de la source dans le plan de l'œillette.

Le compensateur 6 est constitué par un écran transparent de même matière comme miroir 7.

Un dynamomètre à ressort avec bouton moleté permet de comprimer ce barreau.

ETALONNAGE DU DYNAMOMÈTRE A RESSORT.

Nous avons fait des expériences pour tarer le ressort. L'appareil est construit de telle sorte qu'on

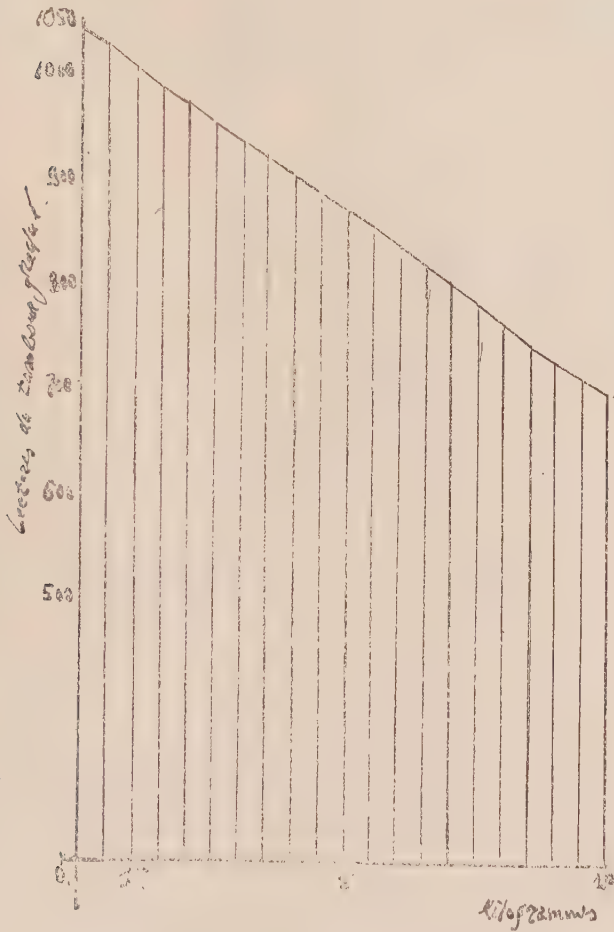


Fig 7. — Courbe d'étalonnage du photoélastimètre.

puisse appliquer au ressort 14 une traction extérieure qui vient en déduction de la compression qu'on

Poids	Lecture du tambour gradué				Moyennes	Ecart maxima par rapport à la moyenne	Obser- vations
	Essai I	Essai II	Essai III	Essai IV			
kgr.							
0,100	1.050	1.050	1.050	1.050	1.050	0	
0,500	1.040	1.039	1.035	1.034	1.037	3	
1,000	1.020	1.015	1.014	1.016	1.016	4	
1,500	1.000	995	995	994	996	4	
2,000	980	983	980	982	981	2	
2,500	964	960	964	9 8	961	3	
3,000	948	946	945	941	945	4	
3,500	934	933	927	924	929	5	
4,000	918	916	908	907	910	8	
4,500	912	901	883	883	892	10	
5,000	884	882	875	872	878	6	
5,500	864	862	861	860	862	2	
6,000	847	842	840	838	842	5	
6,500	827	828	820	810	823	5	
7,000	811	810	800	799	805	6	
7,500	796	795	783	780	788	8	
8,000	776	770	763	760	767	9	
8,500	751	750	742	790	745	6	
9,000	735	733	731	727	731	4	
9,500	715	713	712	711	712	3	
10,000	703	702	696	695	699	4	

lui a imprimée à l'aide du bouton moleté 15 ; à cet effet, la lunette étant placée horizontalement et le barreau de verre verticalement, on fait varier successivement de 1 à 10 kilos des poids sur un crochet.

Ayant accroché un poids donné, la teinte du barreau de verre change, on tourne le bouton moleté jusqu'à ce que la teinte revienne à ce qu'elle était, à l'état neutre, et on lit la division correspondante.

Après plusieurs expériences on a obtenu les résultats suivants (voir le tableau et le graphique).

On constate que le ressort a une caractéristique linéaire.

Si nous supposons que le miroir témoin 7, scellé sur la surface de l'ouvrage 8, est soumis à une succession d'efforts variant d'une manière linéaire, la réalisation de l'égalité des teintes entre ce miroir et le barreau comparateur nécessite l'application à ce dernier d'une succession d'efforts également linéaires correspondant à une succession de valeurs linéaires de la graduation du tambour.

TEINTE SENSIBLE.

La teinte sensible, est une teinte qui varie très vite pour de faibles variations de la force appliquée au miroir ; on peut faire varier la gamme des couleurs en changeant l'épaisseur de la lame de mica et aussi faire correspondre la teinte sensible à chaque valeur de la compression du ressort.

Dans l'appareil que nous avons employé pour nos expériences, la teinte sensible correspond à un effort nul, soit à la division 1.060 environ du tambour gradué.

Dans plusieurs séries d'expériences faites ci-après, la teinte sensible a été reportée aux environs de la division 800, mais cela correspondait à de très fortes compressions du béton. Nous sommes revenus à 1.060

ORIENTATION DE L'APPAREIL.

En ce qui concerne d'examiner l'orientation de l'appareil, dans le cas où il s'agit de contraintes dans un

plan vertical, l'appareil est muni d'un rapporteur d'angles, mais en ce qui concerne les autres orientations, il manque des boussoles.

L'appareil devrait être perfectionné pour pouvoir faire des mesures sur les parois de toutes directions.

Nous étions obligés de mesurer les directions avec un rapporteur d'angles ordinaire, alors il faut compter sur une erreur de 5° environ.

PRÉPARATION DES ÉPROUVETTES.

Nous avons fait, au laboratoire, de petites éprouvettes sur la surface desquelles on a noyé des pastilles de verre. Ces éprouvettes rondes sont destinées à faciliter la mise en place des pastilles. Elles sont incorporées au béton de l'ouvrage au moment de sa coulée.

Il est indispensable de commencer, pour préparer le mortier, par mélanger à sec le sable et le ciment sur une aire plane jusqu'à ce qu'on obtienne un mélange de couleur bien homogène, on ajoute l'eau par petites quantités en continuant de brasser le mélange pour obtenir une pâte plastique, car la confection des éprouvettes est extrêmement délicate. Il faut surtout éviter la présence de bulles d'air ou d'eau tout autour du miroir pour que la transmission des efforts se fasse correctement du mortier au miroir ; il est indispensable qu'il y ait un contact parfait entre eux.

Les éprouvettes mal faites se reconnaissent dès que le retrait du mortier commence à se produire : le miroir est comprimé inégalement sur son pourtour et

la coloration observée à l'aide du photoélasticimètre n'est pas uniforme.

EXPÉRIENCES DE COMPRESSION SIMPLE.

Le mortier ou le béton était pilonné normalement dans un coffrage en bois de 100×100 mm. de section et de 350 mm. de longueur.

Après exécution du coulage, on dispose la petite éprouvette ronde comprenant le miroir au milieu des faces.

Des prismes de béton ont été placés entre les plateaux d'une presse hydraulique verticale.

On s'aperçoit assez facilement que le placement des appareils de mesure a une importance considérable sur le résultat de l'expérience. Il faut qu'ils soient placés sur la verticale du miroir, au-dessus et au-dessous de lui.

Nous avons choisi l'élasticimètre à miroir de M. Maboux, dont l'étalonnage fait par nous a donné un fonctionnement tout à fait satisfaisant. Ces extensiomètres se composent d'un dièdre de miroirs dont les variations angulaires sont mesurées par une lunette autocollimatrice.

Nous avons fait plusieurs expériences d'étalonnage de pastille avec l'extensiomètre, et on a constaté que les appareils indiquaient des déformations proportionnelles aux charges et nous avons calculé la valeur moyenne pour chaque expérience à donner au rapport.

$$\varphi = \frac{\text{Lectures photoélasticimètre}}{\text{Lectures élasticimètre à miroir}}$$

pour amener en concordance la courbe de déformation du photoélasticimètre et la moyenne des courbes de déformation des élasticimètres à miroir.

Les valeurs trouvées sont les suivantes :

	Nos
Expérience	1 = 8,5
—	2 = 7,5
—	3 = 6,5
—	4 = 6,0
—	5 = 8,5
—	6 = 7,4
—	7 = 8,9
—	8 = 7,9
—	9 = 7,0
—	10 = 7,3
Moyenne	$\varphi = 7,5$

On a tracé toutes les courbes de déformations avec cette valeur moyenne.

Il est bon de noter quelques causes d'erreurs qui ont pu contribuer à rendre certaines de ces expériences assez divergentes :

1° La mesure des déformations avec les trois appareils n'est pas faite exactement au même point, et nous avons constaté dans des essais préliminaires, quand les appareils ne sont pas placés sur la même verticale, que les déformations mesurées étaient très nettement différentes d'un point à l'autre.

Nous pouvons supposer de ces essais que les efforts

sont très inégalement répartis, comme si la presse ne comprimait qu'en quelques points, le prisme étant composé de fibres verticales presque indépendantes les unes des autres.

En mettant les appareils sur une même fibre, on a pu atténuer ces différences, mais on ne les a peut-être pas complètement éliminées.

2° Plusieurs de nos expériences ont été faites avec une teinte sensible étant au voisinage de la division 800 du tambour gradué, qui correspond à une compression de l'ordre 150 kilos par cm^2 .

DÉTERMINATION DES ISOSTATIQUES SUR LA SURFACE DES OUVRAGES EN BÉTON.

Pour déterminer des isostatiques, nous avons construit une voûte cylindrique mince. Dans les plans transversaux, d'extrémité, se trouvent des voiles minces verticaux.

(Voûte du système Zeiss Dyvidug, décrit dans le *Génie Civil*, du 9 juin 1928 et 9 février 1929). Les diminutions principales sont données sur la figure, la directrice était une cycloïde.

L'épaisseur du mortier était de 1 cm. environ et il était armé d'un grillage de fils de 1 mm. de diamètre (mailles carrées de 1 cm. de côté).

Des éprouvettes en mortier comprenant des miroirs circulaires avaient été disposées suivant un quadrillage de 105×123 mm. avant la coulée de la voûte.

Pour la vérification, l'application exacte des for-

mules à chaque point de la voûte conduit à des travaux longs et difficiles.

Pour le moment, il serait tout à fait intéressant de voir si l'expérience par la photoélasticimétrie, dont on déterminerait l'orientation des tensions principales, confirme tout d'abord l'allure des directions principales au calcul théorique de l'ouvrage. Après les premières expériences, nous pouvons affirmer que des

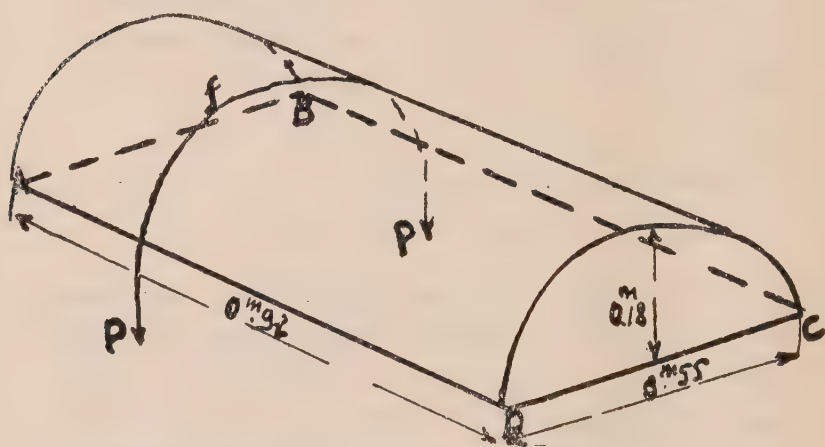


FIG. 8. — Perspective de la voûte.

miroirs circulaires fonctionnent parfaitement dans la détermination des directions principales.

La voûte reposant sur ses quatre angles a été chargée à l'aide de poids « P » mettant en traction une série de fils de fer « F » posés sur la voûte à mi-distance des rangées de miroirs.

La figure donne les directions des tensions principales observées par la méthode photoélasticimétrie pour une charge variant de 0 à 700 kilos.

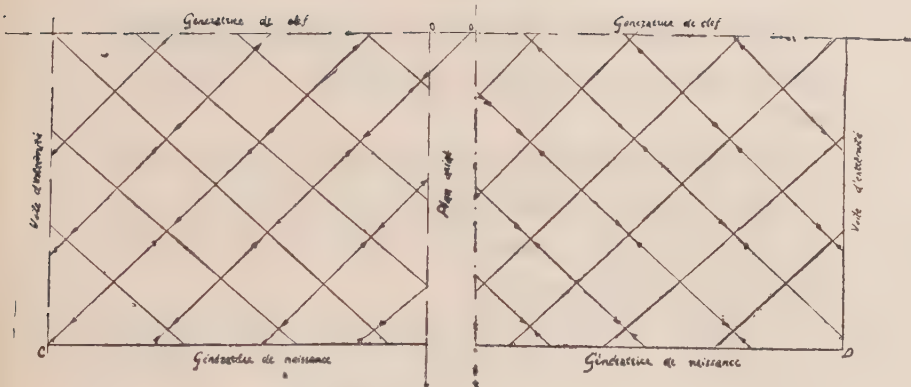


FIG. 9. — Surface développée de la voûte mince ($1/4$ de la voûte totale).

Directions des tensions principales
dans le cas où la voûte a seulement deux appuis en diagonale : BD ou AC.

Nota. — En chaque point la flèche représente
la direction principale la plus comprimée.

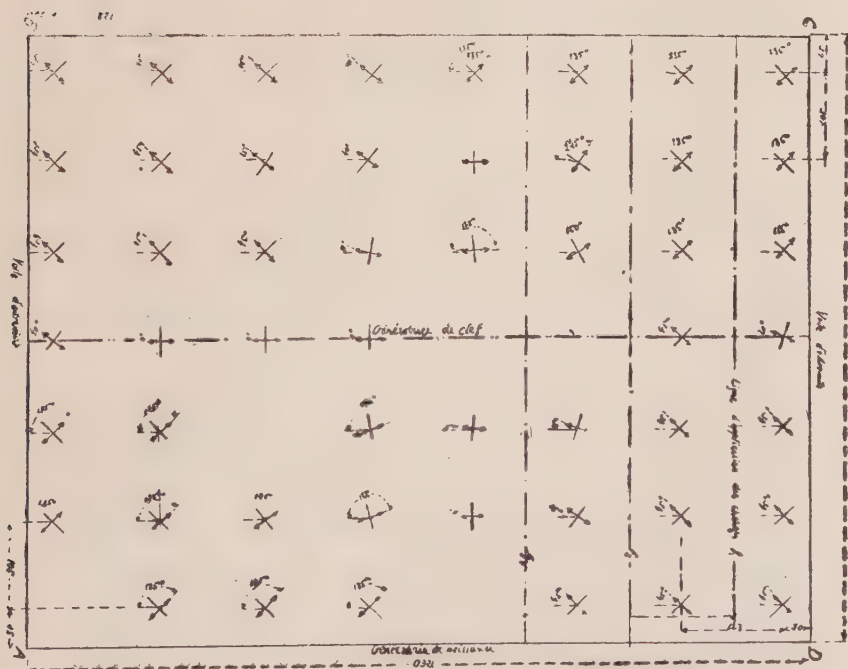


FIG. 10. — Surface développée de la voûte mince.

Direction des tensions principales.

Nota. — En chaque point la flèche représente
la direction principale la plus comprimée.

Nous avons aussi constaté que lorsque la charge totale varie, les directions principales ne changent pas.

Nous avons complété nos expériences par un essai de dénivellation d'appui poussé assez loin pour que la voûte ne repose plus que sur deux appuis en diagonale : B D puis A C.

La figure 9 donne les directions des tensions principales, et nous constatons que ces directions sont toutes devenues parallèles entre elles et sensiblement parallèles à la diagonale d'appui.

Nous avons voulu mesurer la différence des tensions principales, mais les tensions du miroir en chaque point ne sont pas proportionnelles aux charges.

Nous ne pouvons trouver des explications de ces anomalies.

Cette voûte est considérée comme un système à trois dimensions et elle doit travailler comme une poutre creuse appuyée sur les deux voiles d'extrémité et d'après les calculs théoriques, la poussée devrait être nulle.

Nous avons mesuré la poussée avec des appareils à levier et nous avons constaté que les mesures de flèches qui ont été faites au $1/4$ et au $3/4$ de la longueur pour une charge totale croissent de 0 à 700 kilos et décroissent de 700 à 0 kilos, ne sont pas nulles.

Dans une deuxième expérience, on disposa, à côté de chaque appareil de mesure de flèche, un fil fixé à la génératrice B C et passant sur une poulie fixée à la génératrice A D.

Après avoir chargé la voûte d'un poids total de 500 kilos, on constata des flèches de 1 mm. 4 et 1 mm. 6.

On réduisit ces flèches à zéro en suspendant à chacun des deux fils un poids de 15 kilos.

Charge total en Kgs	0	100	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1300	1400
App. de lecture	500	475	445	415	385	362	325	275	225	175	125	75	25	0	0
App. de lecture	0	470	520	570	620	668	715	765	815	865	915	965	1015	1065	1115
App. de lecture	0	533	633	733	833	933	1033	1133	1233	1333	1433	1533	1633	1733	1833
App. de lecture	0	330	630	930	1230	1530	1830	2130	2430	2730	3030	3330	3630	3930	4230
Equilibrage moyen	0	440	515	585	655	725	795	865	935	1005	1075	1145	1215	1285	1355

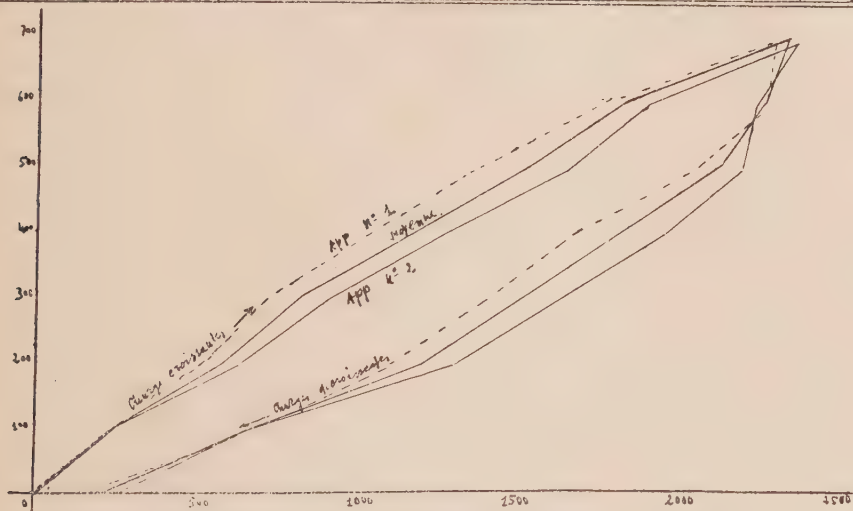


FIG. 11. — Mesure de la flèche de la voûte à 77 cm, et 25 cm. de AB.

Le poids total de 30 kilos donne la mesure de la poussée totale de la voûte.

Une voûte de même flèche sans voile d'extrémité aurait une poussée de 150 kilos pour la même charge, alors les voiles d'extrémité réduisent donc la poussée dans le rapport de cinq à un (pour la forme de direction choisie).

La fig. 11 donne les résultats obtenus. Nous avons

chargé la voûte jusqu'à rupture à l'aide d'une compression appliquée sur la génératrice de clef par la presse à levier du laboratoire et répartie sur toute la longueur de cette génératrice. Ce mode de chargement produisit la rupture par flexion des voiles d'extrémité pour une charge totale de 2 t. 25.

CONCLUSIONS

Les recherches ont permis de déterminer :

1° Les meilleures règles pour la confection des bétons, en ce qui concerne la granulométrie et le pourcentage d'eau.

2° Une augmentation de l'eau de gâchage affaiblit considérablement les résistances et la perméabilité des mortiers et des bétons.

3° a) La résistance et la perméabilité du béton dépend donc surtout du rapport existant entre la somme des volumes d'air et d'eau, d'une part, et du volume absolu du ciment, d'autre part.

b) La résistance à la compression et à la traction augmente continuellement pendant : 7, 28, 90 jours, etc...

c) Il existe un parallélisme entre l'étanchéité et la résistance à la compression du béton.

4° Le froid ralentit la prise et le durcissement ; au contraire la chaleur les accélère.

5° Le béton subit après sa prise un retrait qui se prolonge pendant plusieurs années.

Pour des prismes maintenus humides, le retrait est nul et on peut conclure de cela qu'il y a diminution de volume quand le béton est conservé au sec et par contre augmentation quand il est conservé dans l'eau et on a constaté un étanchement de la masse du béton par la présence de l'eau dans ses pores. Cet étanchement présente un caractère partiellement réversible, son effet est en partie détruit par le séchage à l'air.

Dans les bétons armés, le retrait comprime des armatures et si ces bétons sont mouillés en cours de dessiccation, même après plusieurs mois, leur retrait diminue beaucoup et les efforts de compression des armatures sont réduits d'autant. Nous pouvons supposer que dans les pièces soumises à une traction simple, comme dans nos expériences, le retrait augmente la résistance des armatures à l'extension.

6° a) Le béton armé peut prendre, sans se fissurer ni se désagréger, des allongements très supérieurs à ceux observés dans le béton non armé.

b) Les armatures deviennent impuissantes à assurer l'allongement uniforme du béton quand la limite d'élasticité du métal y est atteinte.

c) Lorsque l'allongement du béton armé dépasse l'allongement ordinaire de traction, la tension augmente de moins en moins vite et, par suite, le coefficient d'élasticité diminue de plus en plus rapidement.

d) Les variations du coefficient d'élasticité du bé-

ton n'exercent qu'une influence relativement faible sur la résistance des bétons armés.

Ces phénomènes physiques : retrait, variation du coefficient d'élasticité sont donc liés à la porosité, et ils disparaîtront lorsque, à la suite des perfectionnements apportés dans les modes de construction, on pourra obtenir un béton plein, car les bétons actuels ont une capacité de 0,85, c'est-à-dire qu'ils n'ont pas moins de 15 % de vides.

7° L'adhérence est une qualité toute relative, dont la grandeur dépend, non seulement de la composition du béton, mais de nombreux facteurs étrangers à celle-ci, notamment de la nature et de l'état de surface du corps contre lequel le béton est appliqué et de la direction dans laquelle l'effort de décollement est exercé par rapport au joint et surtout des éloignements des barres de la paroi.

Dans nos expériences, l'adhérence mesurée varie de 30 à 16° par cm^2 pour le même béton.

Les essais d'adhérence sont assez peu nombreux et les résultats obtenus très divergents, on peut donc conclure que la théorie ci-dessus n'est encore qu'une approximation.

8° Si l'on dispose des étriers verticaux au lieu d'étriers inclinés et si la résistance du béton aux efforts d'extension n'est pas suffisante pour supporter sans fissuration les efforts maxima, la qualité d'étriers verticaux devra être suffisante pour résister à l'effort tranchant total, puisque ces étriers ne commenceront

à travailler qu'après fissuration du béton et on peut conclure que ces aciers verticaux n'interviennent pas pour retarder les fissures par effort tranchant, enfin on constate que l'hypothèse de Navier sur l'invariabilité des sections planes est inexacte pour le béton armé.

9° Les expériences faites ont eu pour objet de mettre au point une méthode propre, basée sur les phénomènes de photoélasticimétrie : elle consiste à sceller sur la surface du béton une pastille de verre, l'examen avec une lunette polarimétrique des couleurs qui prennent naissance dans cette pastille renseigne sur la déformation locale du béton.

Nous avons fait un étalonnage pratiquement satisfaisant pour la détermination en valeur absolue d'un effort de compression simple.

Nous avons obtenu le fonctionnement tout à fait remarquable des miroirs circulaires pour la détermination des directions des tensions principales à la surface des ouvrages.

DEUXIÈME THÈSE

Propositions données par la Faculté :

Etude chimique du Ciment

Vu et approuvé :

Paris, le 23 juin 1933.

Le Doyen de la Faculté des Sciences,

CH. MAURAIN.

Vu et permis d'imprimer :

le Recteur de l'Académie de Paris,

S. CHARLÉTY.

